



# Une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques

Luc Sibille, N Hadda, F Nicot, F Darve

## ► To cite this version:

Luc Sibille, N Hadda, F Nicot, F Darve. Une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques. 2ème Colloque national Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions – Dignes2013, Jun 2013, Aix en Provence, France. pp.263-271. hal-01299651

**HAL Id: hal-01299651**

**<https://hal.univ-grenoble-alpes.fr/hal-01299651>**

Submitted on 8 Apr 2016

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques

L. Sibille<sup>1</sup>, N. Hadda<sup>2</sup>, F. Nicot<sup>2</sup>, F. Darve<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Institut GeM, L'Université Nantes Angers Le Mans (LUNAM) – CNRS, Nantes/S<sup>1</sup>-Nazaire, Luc.Sibille@univ-nantes.fr

<sup>2</sup> IRSTEA Grenoble, Nejib.Hadda@irstea.fr, Francois.Nicot@irstea.fr

<sup>3</sup> Laboratoire 3S-R, UJF – INPG – CNRS, Grenoble, Felix.Darve@grenoble-inp.fr

## Résumé

La rupture des sols est classiquement décrite par le critère de Mohr-Coulomb correspondant à la condition limite de plasticité. Toutefois, les matériaux tels que les sols (présentant une règle d'écoulement non associée) peuvent être sujets à des modes de rupture pour des états de contrainte situés strictement à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Cela signifie que la vérification de la stabilité d'un ouvrage en sol s'appuyant uniquement sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (soit sur la plastification du sol) ne permet pas, en général, de se prévenir de l'ensemble des modes de rupture pouvant se développer au sein du matériau constitutif. Dans cette communication, nous présentons un cadre unique permettant à la fois la description de la rupture plastique (survenant sur le critère de Mohr-Coulomb), et des ruptures se développant à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Nous indiquons comment détecter à l'aide du travail du second ordre les états de contrainte à partir desquels les ruptures sont susceptibles de se développer ; et nous donnons les conditions nécessaires et suffisantes (portant à la fois sur la direction de chargement et sur le mode de contrôle du volume de sol considéré) au développement effectif de ces ruptures. Enfin, l'implication de cette description généralisée de la rupture sur l'analyse de la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre est abordée. L'ensemble de la discussion est appuyée sur des résultats d'essais de laboratoire et de simulations numériques.

## Abstract

Failure in soils is classically described by the Mohr-Coulomb criterion representing the plastic limit condition. Nevertheless, for materials such as soils (characterized by a non-associated flow rule), failure modes can occur from stress states strictly located within the Mohr-Coulomb criterion. From an engineering point of view, this means that the analysis of stability of a soil structure based uniquely on a Mohr-Coulomb-type failure criterion (i.e. on the soil plastification) is generally not sufficient to prevent all the failure modes possibly developing in the constitutive material.

In this paper, we present a unique framework describing both kinds of failure : the plastic one (occurring on the Mohr-Coulomb criterion) and those developing inside the Mohr-Coulomb criterion. We explain how stress states, from which failure may develop, can be detected with the second-order work ; and we give the sufficient and necessary conditions (related to the loading direction and the mode of control of the considered soil volume) for the effective development of failure. Finally, implications of this generalized description of failure to the stability of hydraulic soil structures are addressed. All along the paper, discussions are supported with results from laboratory tests and numerical simulations.

## Introduction

Afin d'étudier la stabilité d'ouvrages en sol (remblais, digues, pentes naturelles, ...), l'ingénieur se base sur un critère de rupture propre au matériau étudié. En mécanique des sols, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est très largement utilisé. Une analyse de stabilité d'un ouvrage basée sur ce critère devrait permettre de s'affranchir de tous risques de ruine. Toutefois, certaines ruines d'ouvrages ne peuvent pas être décrites sur la base du critère de Mohr-Coulomb. Les glissements de terrain sous faible pente constituent une illustration concrète de cette problématique. Par exemple, Eckersley [4] a observé sur des pentes des glissements de terrain en conditions drainées pour des angles de frottement mobilisés de 24° à 27°, alors que l'angle de frottement du critère de Mohr-Coulomb est de 40°. Dans ce papier, nous présentons une généralisation de la notion classique de rupture en mécanique des sols qui permet de décrire et d'anticiper de tels cas de ruine. Dans la première partie on rappelle la définition classique de la rupture généralement utilisée en ingénierie. Cette notion est ensuite généralisée dans la seconde partie. On présente en particulier un nouveau critère et une nouvelle approche pour décrire et prévoir la rupture. Enfin dans une dernière partie, sur la base de cette approche, la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre est discutée pour certains types de sollicitations, mais aussi dans le cas d'une éventuelle érosion interne diffuse (suffusion).

## Les états limites de contrainte et la rupture plastique

Lors d'essais de chargement mécanique sur des sols, on observe que certains états de contrainte ne peuvent pas être dépassés. Cela est constaté par exemple lors d'essais de compression triaxiale consolidés et drainés. La réponse typique à un tel essai en terme de contrainte axiale est représentée avec la courbe grise sur la Figure 1a. La contrainte axiale atteint une valeur limite (maximum) qui ne peut pas être dépassée. Cette valeur limite de contrainte axiale est associée à une contrainte de cisaillement  $\tau$  maximum que l'on peut représenter dans le plan de Mohr en fonction de la contrainte normale  $\sigma'_n$  appliquée sur le plan de cisaillement. Pour différentes valeurs de contrainte de confinement (de contrainte radiale) on obtiendra différentes valeurs de contrainte axiale limite, chacune associée à un état de contrainte ( $\tau$ ,  $\sigma'_n$ ) dans le plan de Mohr. Ces états de contrainte se regroupent suivant une courbe dite intrinsèque qui est assez bien représentée par une droite appelée le critère de rupture de Mohr-Coulomb (voir la Figure 3). Les états de contrainte situés au-delà du critère de Mohr-Coulomb sont inaccessibles car le sol entre en rupture lorsque son état de contrainte rencontre ce dernier ; ou autrement dit, lorsque son état de contrainte atteint un état limite de contrainte.

On parle d'états limites de contrainte, car la rupture se développe effectivement pour ces états seulement si le chargement appliqué au sol est défini uniquement à partir de variables de contrainte. Pour illustrer cela, considérons le cas d'un essai triaxial drainé sur un sol entièrement piloté en contraintes. La contrainte radiale  $\sigma'_r$  est imposée par la pression d'eau cellulaire comme cela est fait classiquement, mais au lieu d'imposer un taux de déformation axiale à l'échantillon, l'opérateur impose un accroissement régulier de la contrainte axiale  $\sigma'_a$ . Ce contrôle de la contrainte axiale peut être mis en œuvre en plaçant par exemple des masses en tête du piston de la cellule triaxiale. Tant que la contrainte axiale est inférieure à la valeur limite, la réponse de l'échantillon est identique que l'opérateur contrôle la contrainte, ou la déformation axiale (courbes noire et grise de la Figure 1a). Lorsque l'état limite de contrainte est atteint (constituant un point du critère de Mohr-Coulomb), si l'opérateur ajoute une nouvelle petite masse sur le piston pour tenter de faire croître la valeur de  $\sigma'_a$ , la rupture se développe subitement.

Cette rupture est marquée d'une part par le développement de déformations très importantes, ces déformations sont non bornées et peuvent se traduire par l'effondrement complet de l'échantillon. D'autre part, ces déformations se développent de manière soudaine, en un temps très court comme représenté sur la Figure 1b. Le taux de déformation est alors lui-même très élevé et traduit le fait, qu'à l'initiation de la rupture, l'échantillon est passé d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique accompagnée par la création d'énergie

cinétique [10] (Figure 1b). Lors de cet essai, l'opérateur contrôlait l'évolution de l'état mécanique de l'échantillon par le biais de la contrainte axiale  $\sigma'_a$ , cette dernière est appelée le paramètre de contrôle. Or, lors de la rupture, la maîtrise de l'état de déformation de l'échantillon via  $\sigma'_a$  est perdue : on parle alors de perte de contrôlabilité [11]. Puisque à la rupture on a un changement soudain de la réponse du sol d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique pour une variation graduelle et constante du paramètre de contrôle, on parle aussi de bifurcation de la réponse de l'échantillon [2].

De manière générale, en ingénierie, la stabilité d'un ouvrage est étudiée vis-à-vis de cette définition classique de la rupture que ce soit par le biais d'une analyse limite, ou sur la base d'un modèle élasto-plastique (on parle alors de rupture plastique).

## La généralisation des états limites

### Le comportement non drainé des sols lâches

La description de la rupture décrite ci-dessus est une définition particulière qui ne permet pas de décrire et d'anticiper l'ensemble des modes de rupture pouvant survenir dans les sols. Le cas de la compression triaxiale d'un sol lâche en condition non drainée constitue un bon contre-exemple. Lorsque cet essai est réalisé de manière classique, on impose à l'échantillon de se déformer à volume constant en fermant la vanne de drainage de l'eau interstitielle. Par conséquent, la déformation volumique  $\varepsilon_v$  est pour cet essai un paramètre de chargement imposé à l'échantillon ( $\varepsilon_v = cte$ ). De plus, le contrôle de l'état de l'échantillon est réalisé en fixant un taux de déformation axiale. Si le sol est suffisamment lâche, le déviateur de contrainte  $q$  passe par un maximum puis décroît (courbe grise de la Figure 2a). L'expérience peut être renouvelée en imposant toujours une déformation volumique nulle mais en changeant le paramètre de contrôle. L'opérateur peut aussi choisir de contrôler le déviateur de contrainte  $q$  (en ajoutant régulièrement des masses sur le piston de la cellule triaxiale) au lieu de contrôler la déformation axiale. Tant que le pic du déviateur de contrainte n'est pas atteint le comportement de l'échantillon de sol est identique, que le contrôle soit réalisé via la déformation axiale ou via le déviateur de contrainte (courbes grises et noires de la Figure 2a). Une fois le pic de  $q$  atteint, si une petite masse additionnelle est placée sur le piston, on observe un effondrement brutal de l'échantillon, caractérisé comme précédemment par des déformations non bornées et par le passage d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique (Figure 2b) ; le sol ne pouvant pas supporter un nouvel accroissement de  $q$  tout en conservant une variation de volume nulle. Cela va à l'encontre de son comportement mécanique intrinsèque.

Ainsi, on observe dans ces conditions un cas de rupture typique, bien que l'état de contrainte à partir duquel elle

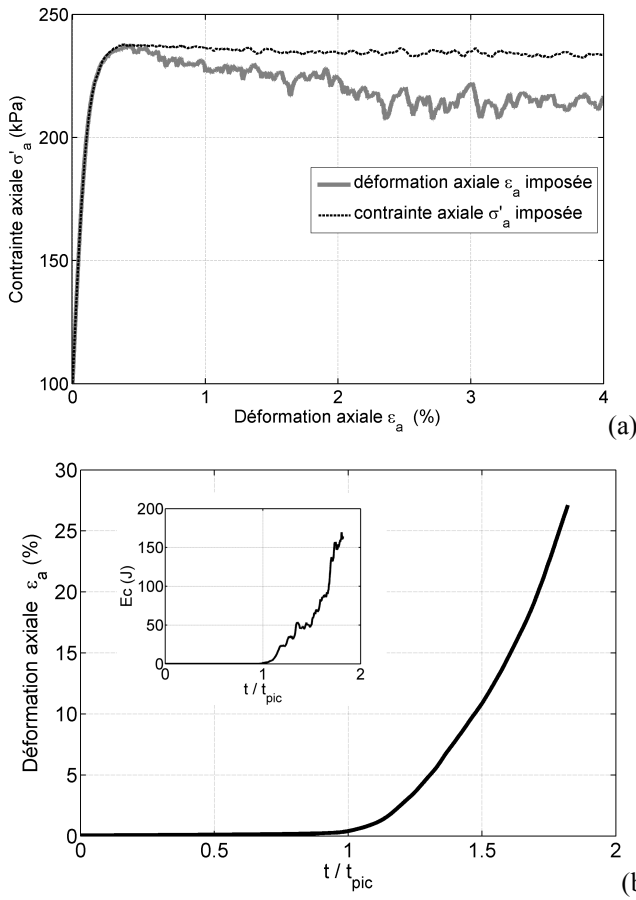


FIGURE 1: RÉPONSE SIMULÉE D'UN ÉCHANTILLON DE SOL À UNE COMPRESSION TRIAXIALE DRAINÉE CONTRÔLÉE EN DÉFORMATION (a) OU EN CONTRAINTE (a & b);  $t_{pic}$  correspond à l'instant où la valeur de  $\sigma'_a$  limite est atteinte

s'initie (pic du déviateur de contrainte) est inclus à l'intérieur du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ou autrement dit cet état de contrainte ne constitue pas un état limite de contrainte. Comme expliquer alors l'occurrence de la rupture ? Le pic du déviateur de contrainte constitue un état limite pour ce sol uniquement si la condition de volume constant est imposée conjointement à un accroissement de  $q$  ( $dq > 0$ ). Etant donné que le programme de chargement conduisant à l'occurrence de la rupture est défini de manière mixte, c'est-à-dire portant à la fois sur un paramètre de déformation ( $\varepsilon_v = cte$ ) et un paramètre de contrainte ( $dq > 0$ ), cet état mécanique est qualifié d'état limite mixte [2]. Si par exemple, le programme de chargement avait été entièrement défini en contraintes (cas de l'essai triaxial drainé contrôlé avec la contrainte axiale, Figure 2a), des états de contrainte situés entre le pic de  $q$  (considéré précédemment) et le critère de Mohr-Coulomb auraient pu être atteints sans occurrence de la rupture.

#### Le critère du travail du second ordre

Nous venons de voir que la rupture ne s'initiait pas

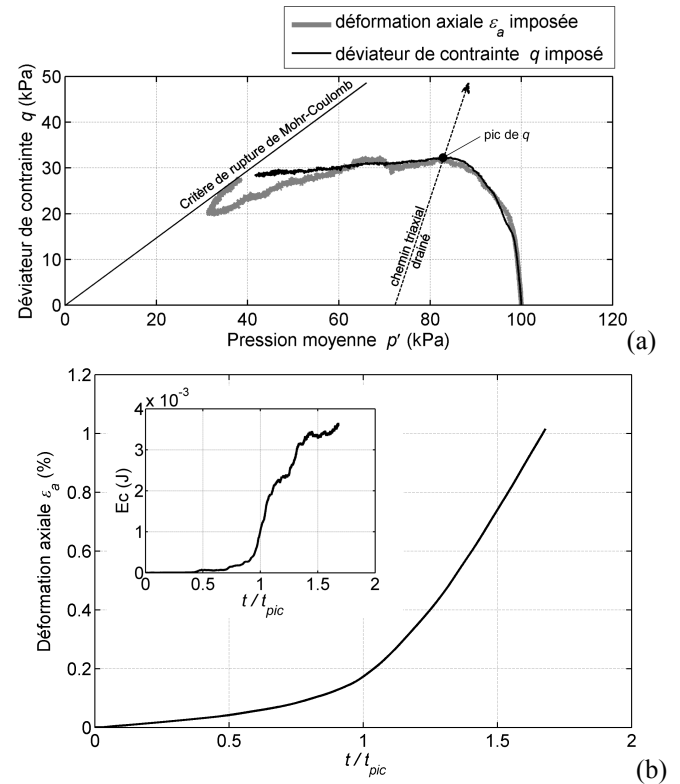


FIGURE 2: RÉPONSE SIMULÉE D'UN SOL LÂCHE À UNE COMPRESSION NON DRAINÉE CONTRÔLÉE VIA  $\varepsilon_a$  (a) OU VIA  $q$  (a & b), D'APRÈS [15];  $t_{pic}$  correspond à l'instant où la valeur de  $\sigma'_a$  limite est atteinte

exclusivement à partir d'états mécaniques décrits par un critère de type Mohr-Coulomb (à l'exception des états limites en contrainte). Par conséquent, comment peut-on déterminer si l'état mécanique auquel est soumis un volume élémentaire de sol constitue un état limite, qu'il soit mixte ou en contrainte ? Il existe pour cela un critère qui porte sur le signe du travail du second ordre  $W_2$  [6]. Ce dernier s'écrit dans les axes principaux de contrainte et de déformation :

$$W_2 = d\sigma'_i d\varepsilon_i = d\sigma'_1 d\varepsilon_1 + d\sigma'_2 d\varepsilon_2 + d\sigma'_3 d\varepsilon_3 \quad (1)$$

où  $d\sigma'_i$  et  $d\varepsilon_i$  sont respectivement les incréments de contrainte et de déformation expérimentés par le volume élémentaire de sol au cours de l'application d'un incrément de chargement. Certaines composantes de contrainte et/ou de déformation correspondant à des paramètres imposés de chargement du sol, les autres constituant les paramètres de réponse. On retiendra de plus que les paramètres de chargement sont liés aux paramètres de réponse via le comportement mécanique intrinsèque du sol. Si au cours d'un incrément de chargement le travail du second ordre s'annule ou est négatif, cela signifie que le sol a atteint un état limite.

Considérons par exemple le cas de la compression triaxiale drainée sur un sol dense. Au cours d'un tel essai les contraintes effectives radiales sont gardées constantes et donc  $d\sigma'_2 = d\sigma'_3 = d\sigma'_r = 0$ . L'expression du travail du second

ordre se simplifie alors en :  $W_2 = d\sigma'_i d\varepsilon_i = d\sigma'_a d\varepsilon_a$ . Pour un taux de déformation axiale imposé, la courbe représentant  $\sigma'_a$  en fonction de  $\varepsilon_a$  (Figure 1a) présente un pic, soit une tangente horizontale, ce qui signifie qu'au pic  $d\sigma'_a = 0$  et  $W_2 = 0$ . Le pic de  $\sigma'_a$  correspond donc à un état limite (qui est ici un état limite en contrainte). Au delà du pic :  $d\sigma'_a < 0$  et  $d\varepsilon_a > 0$  donc  $W_2 < 0$ , et les états mécaniques atteints par le sol au-delà du pic de  $\sigma_a$  correspondent aussi à des états limites en contrainte. En ce qui concerne l'essai non drainé sur un sol lâche vu plus haut, le calcul du travail du second ordre montre qu'il s'annule au pic du déviateur de contrainte et prend au-delà des valeurs négatives. Ce résultat peut d'ailleurs être retrouvé analytiquement en réécrivant le travail du second ordre sous la forme :  $W_2 = dq d\varepsilon_a + d\sigma'_r d\varepsilon_r$ . Or en non drainé  $d\varepsilon_r = 0$  et l'expression se simplifie en  $W_2 = dq d\varepsilon_a$ . Au pic de  $q$  (Figure 2a),  $dq = 0$ , d'où  $W_2 = 0$ . Au delà du pic de  $q$ ,  $dq < 0$  et  $d\varepsilon_a > 0$  donc  $W_2 < 0$ . Par conséquent, les états mécaniques atteints par le sol au pic du déviateur  $q$  (s'il existe) et au-delà constituent des états limites mixtes.

Il faut toutefois bien faire la différence entre l'annulation du travail du second ordre et l'occurrence de la rupture. Cette dernière ne surviendra le long du chemin de chargement suivi que si  $W_2 \leq 0$ , et que le paramètre de contrôle de l'état mécanique du sol est le paramètre conduisant à des valeurs nulles ou négatives de  $W_2$ . Cela correspond en général au fait que ce paramètre, lorsqu'il représente la réponse du sol (il n'a plus alors le rôle de contrôle), passe par un extremum (c'est le cas de  $q$  pour la compression non drainée, et de  $\sigma'_a$  pour la compression drainée).

### Le domaine de bifurcation

Les compressions triaxiales drainée et non drainée constituent des exemples de chemins de chargement particuliers. D'autres chemins de chargement sont possibles en considérant par exemple des chemins pour lesquels la variation de volume du sol  $d\varepsilon_v$  est imposée en fixant le rapport  $d\varepsilon_v / d\varepsilon_a = \zeta$  (pour  $\zeta = 0$  on retrouve la condition de non drainage, pour  $\zeta > 0$  le chemin est contractant, alors qu'il est dilatant pour  $\zeta < 0$ ). En effet, dans la nature, la variation de volume d'une couche de sol peut-être plus ou moins contrainte par les conditions de drainage (plus ou moins bonnes) de cette même couche. Le paramètre  $\zeta$  fixe ici le chemin de chargement qui sera suivi par le sol et qui peut être représenté par une droite dans un plan  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$  ( $\zeta$  correspond alors à la pente de cette droite) ; de la même manière que la condition  $\varepsilon_v = cte$  est le paramètre de chargement dans l'essai non drainé définissant le chemin de chargement (représenté par une droite horizontale dans le plan  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ ), ou que le paramètre de chargement  $\sigma'_r = cte$  définit dans le cas de l'essai triaxial drainé un chemin de chargement représenté par une droite de pente égale à 3 dans le plan  $q - p'$  (avec  $p'$  la contrainte effective moyenne), ou une droite verticale dans le plan  $\sigma'_a - \sigma'_r$ . La difficulté réside alors dans l'identification du paramètre de contrôle pour lequel la rupture s'initiera sur un tel chemin si un état limite

est rencontré. Pour cela, il faut garder à l'esprit que les paramètres de chargement  $l_i$  et de réponses  $r_i$  sont conjugués au sens de l'énergie, ce qui se traduit sous la forme de l'expression suivante :

$$E = \sigma'_i \varepsilon_i = l_i r_i \quad (2)$$

La condition imposée sur la variation de volume  $d\varepsilon_v / d\varepsilon_a = \zeta$  constitue le premier paramètre de chargement que l'on peut réécrire sous la forme  $dl_1 = d\varepsilon_v - \zeta d\varepsilon_a = 0$ . En intégrant ce premier paramètre dans la relation (2), cette dernière s'écrit :

$$E = [\varepsilon_v - \zeta \varepsilon_a] \sigma'_r + \varepsilon_a [\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)] \quad (3)$$

Le paramètre de réponse conjugué avec  $l_1$  est donc  $r_1 = \sigma'_r$ , et le deuxième couple de paramètres est constitué de  $\varepsilon_a$  et  $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$ , l'un ou l'autre pouvant jouer le rôle de paramètre de contrôle  $l_2$ , ou de réponse  $r_2$ . Une fois ce raisonnement effectué, l'écriture du travail du second ordre pour ces chemins de chargement aboutit à (sachant que  $dl_1 = 0$ ) :

$$W_2 = d\sigma'_i d\varepsilon_i = dl_2 dr_2 = d\varepsilon_a [d\sigma'_a - d\sigma'_r (1 - \zeta)] \quad (4)$$

L'expérience montre alors, pour des sols modérément denses à lâches, que lors d'une compression sur un tel chemin contrôlé avec la déformation axiale  $\varepsilon_a$  ( $d\varepsilon_a > 0$ ), le paramètre  $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$  (qui constitue dans ce cas le paramètre de réponse) passe par un maximum puis décroît (courbe grise de la Figure 4a).  $W_2$  s'annule à ce maximum et prend au-delà des valeurs négatives. Les états mécaniques atteints par le sol au pic de  $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$  et au delà constituent des états limites mixtes strictement inclus à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb [2]. La rupture se développera à partir de ces états limites mixtes si le paramètre  $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$  est utilisé comme paramètre de contrôle  $l_2$ , et qu'un accroissement de chargement vis-à-vis de celui-ci est imposé  $dl_2 > 0$ , tout en fixant le chemin de chargement par le biais de la condition  $dl_1 = 0$  (voir [3] pour un exemple).

D'autres chemins de chargement conduisant le sol à des états limites mixtes peuvent encore être imaginés [11]. Les états de contrainte correspondant à l'ensemble des états limites mixtes existant sont regroupés dans un domaine de l'espace des contraintes que l'on appelle domaine de bifurcation, inclus à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. On donne à titre d'exemple sur la Figure 3 le domaine de bifurcation pour un sable d'Hostun dense. On remarque que des états limites mixtes sont rencontrés pour ce matériau dès un angle de frottement mobilisé de  $21^\circ$ , alors que l'angle de frottement interne au sens du critère Mohr-Coulomb est près du double.

Cette discussion nous amène à une première conclusion importante : suivant le programme de chargement auquel un sol est soumis, la rupture peut survenir avant même que son état de contrainte n'atteigne le critère de Mohr-Coulomb.

### Des états mécaniques instables

Un autre aspect important des états limites (que ce soit des états limites mixtes ou en contrainte) est qu'ils constituent des états mécaniques potentiellement instables. On entend par « instable » le fait qu'une petite perturbation du sol (petite

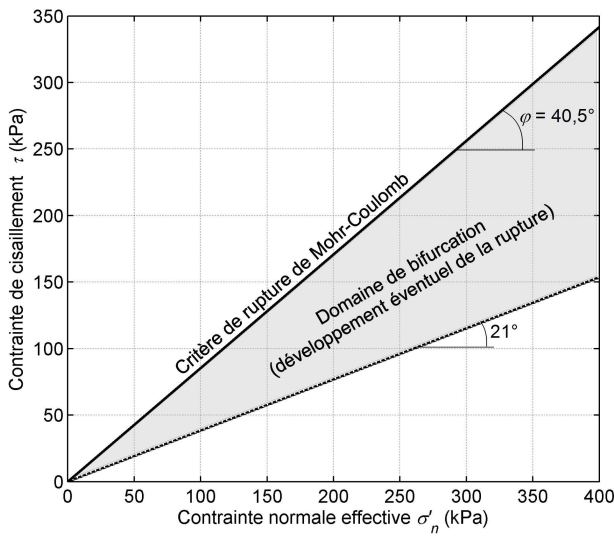
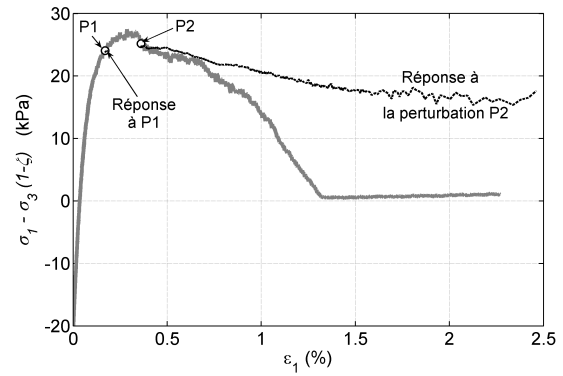


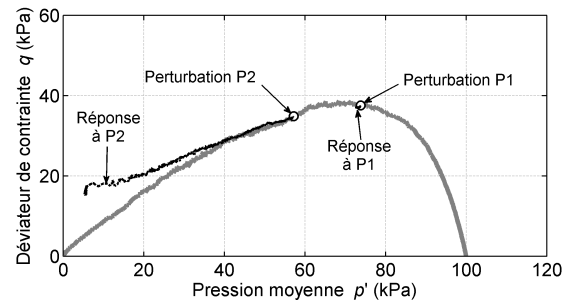
FIGURE 3: DOMAINE DE BIFURCATION DANS LE PLAN DE MOHR POUR UN SABLE D'HOSTUN DENSE, D'APRÈS [2]

secousse, petite fluctuation d'un des paramètres de chargement du sol, ...) peut conduire à une réponse de grande ampleur (se traduisant en général par le développement très rapide dans le temps de déformations importantes), ceci sans que le sol ait subi un incrément de chargement supplémentaire. L'instabilité n'est que potentielle, car elle ne se développera à partir d'un état limite que si les paramètres définissant le programme de chargement appliqué au sol sont les paramètres correspondant à la définition de l'état limite considéré (c'est-à-dire les paramètres menant à l'annulation du travail du second ordre). Ainsi, pour un état limite en contrainte, l'instabilité apparaîtra uniquement si le chargement appliqué au sol est défini à partir des seules variables de contraintes ( $\sigma'_a$  et  $\sigma'_r$  en axisymétrie). Pour un état limite mixte atteint le long d'un chemin non drainé, l'instabilité ne se développera que si l'état mécanique auquel est soumis le sol est fixé par l'imposition d'une variation de volume nulle ( $d\varepsilon_v = 0$ ) et d'une valeur donnée du déviateur de contrainte  $q$ . Pour illustrer cela, nous considérons le cas d'un échantillon de sol dense soumis à un chemin de chargement à variation de volume imposé où la valeur de  $\zeta$  est fixée à  $-0,21$  (chemin dilatant). On repère deux états mécaniques atteints par le sol le long de ce chemin et représentés par des ronds blancs sur les Figures 4a et 4b. L'un de ces états mécaniques, situé après le pic de  $\sigma'_a - \sigma'_r(1 - \zeta)$ , constitue un état limite mixte (voir Figure 4a) ; l'autre non. L'opérateur tente alors de maintenir l'échantillon de sol dans chacun de ces deux états mécaniques en imposant conjointement les paramètres de chargement suivants :  $dI_1 = d\varepsilon_v - \zeta d\varepsilon_a = 0$  et  $dI_2 = d\sigma'_a - d\sigma'_r(1 - \zeta) = 0$ . Puisque aucune variation n'est imposée sur les deux paramètres de chargement, le sol ne développe pas de réponse particulière.

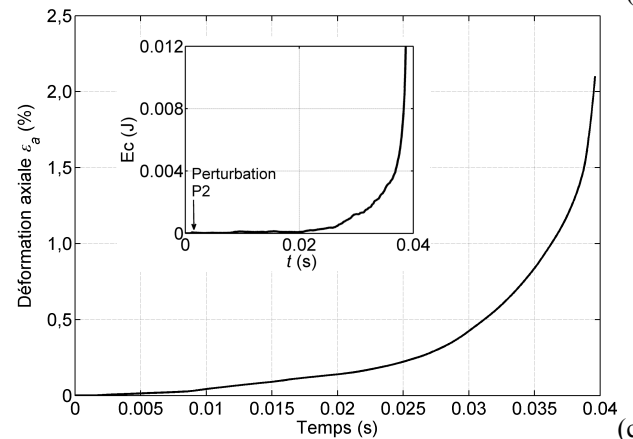
L'opérateur vient ensuite perturber l'échantillon de sol en perturbant la position de quelques-uns de ses grains



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4: RÉPONSES SIMULÉES D'UN ÉCHANTILLON DE SOL DENSE À DES PERTURBATIONS P1 ET P2 POUR DES ÉTATS MÉCANIQUES ATTEINTS LE LONG D'UN CHEMIN À VARIATION DE VOLUME IMPOSÉ [3] (SEULE LA RÉPONSE À LA PERTURBATION P2 EST REPRÉSENTÉE SUR LA FIGURE (C))

constitutifs (effectivement possible dans l'exemple présenté qui est une simulation numérique). Pour l'état mécanique qui ne constitue pas un état limite, cette perturbation P1 n'induit qu'une réponse mineure en terme de déformation (Fig. 4a) et sur l'état de contrainte (Fig. 4b). En revanche pour l'état limite mixte, la perturbation P2 induit une réponse importante de l'échantillon en termes de déformation, de taux de déformation, d'énergie cinétique, et influe aussi fortement sur son état de contrainte (Figures 4a-c). On parle dans ce cas de perte de maintenabilité de l'état mécanique de l'échantillon [9].

Ainsi, une autre conclusion importante repose sur le fait que suivant les paramètres définissant la chargement d'un sol, son état ne peut être qu'apparemment stable. Il est possible que la rupture s'initie subitement sans accroissement particulier du chargement imposé au sol, mais seulement sous l'effet de certaines petites perturbations.

### Les implications pour la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre

Le chemin de chargement non drainé fait partie des chemins de chargement classiques à considérer dans les massifs de sol saturé constituant les ouvrages hydrauliques. La condition de non-drainage (ou autrement dit de volume constant) peut être vérifiée à court terme pour des sols suffisamment fins. Considérons en un point matériel du massif un sol assez lâche ayant atteint dans des conditions drainées un état de contrainte situé à l'intérieur du domaine de bifurcation et noté C sur la Figure 5. A partir de cet état de contrainte constituant un état limite mixte, plusieurs chemins de chargement peuvent mener le sol à la rupture. Ces chemins de chargement dépendent à la fois de la densité du sol et du niveau de contrainte déviatoire. En règle générale plus le sol est lâche et plus la contrainte déviatoire est importante, plus les chemins de chargement pour lesquels la rupture peut s'initier sont nombreux. Si le sol est suffisamment lâche, le chemin non drainé fait partie de ceux-là. C'est le cas pour l'état limite C (Fig. 5 à gauche), qui est donc associé, entre autres, aux paramètres de chargement  $\varepsilon_v$  et  $q$ . Tant que les perturbations sur le chargement mécanique subi par le sol en ce point sont relativement étalées dans le temps, on peut supposer que le sol est sollicité en conditions drainées. Toutefois, si un chargement mécanique survient de manière brusque (passage d'un essieu d'un camion lourdement chargé en tête d'une digue ou d'un barrage par exemple), le sol est alors sollicité en condition non drainée et suit un chemin de chargement à volume constant ( $d\varepsilon_v = 0$ ). De plus, le passage de l'essieu induit une perturbation sur le paramètre de contrôle  $q$ . Il se produira alors en ce point de l'ouvrage une rupture subite du sol qui pourrait s'avérer catastrophique vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage. Cela est vérifié expérimentalement à partir de l'état C [1]. Sans apporter aucun changement à la pression de confinement ou à la force appliquée sur le piston de la cellule triaxiale, l'opérateur a uniquement fermé la vanne de drainage de l'échantillon. La rupture s'est alors développée rapidement (déformation et taux de déformation importants, effondrement du sol marqué par une chute importante des contraintes, voir la Figure 5). Il semblerait que dans ce cas la perturbation soit liée à des déformations résiduelles de l'échantillon au moment de la fermeture de la vanne de drainage. Au contraire, l'état de contrainte repéré par la lettre A ne constitue pas un état limite associé aux paramètres  $\varepsilon_v$  et  $q$ . La même expérience n'a pas provoqué la rupture de l'échantillon.

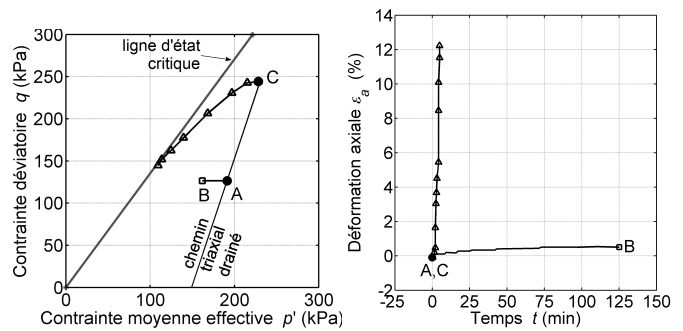


FIGURE 5: CHEMINS DE CONTRAINTE ET DÉFORMATIONS MESURÉS LORS D'UN ESSAI TRIAXIAL APRÈS FERMETURE DE LA VANNE DE DRAINAGE À PARTIR DES ÉTATS A ET C, D'APRÈS [1]

#### Les chemins à déviateur de contrainte $q$ constant

Les chemins de chargement à déviateur de contrainte constant sont des chemins pour lesquels la pression moyenne effective  $p'$  décroît alors que  $q$  reste constant. Un tel chemin est suivi dans un ouvrage de retenue d'eau lorsque le niveau de la retenue monte, entraînant une hausse de la surface libre de l'eau au sein de l'ouvrage. Il en résulte en un point de l'ouvrage situé sous la surface libre, un accroissement  $\Delta u > 0$  de la pression interstitielle et donc une variation négative de la pression effective moyenne  $\Delta p' = -\Delta u$ , alors que le déviateur de contrainte reste inchangé  $q = q' = cte$ .

Dans le cas où ce chemin de chargement est strictement défini à partir de variables de contraintes, c'est-à-dire où seuls sont imposées la non variation de  $q$  (parce que le poids des terres situé au-dessus du point considéré est inchangé) et la hausse de  $u$  suite à la montée du niveau d'eau, la rupture ne se produira pas avant que l'état de contrainte du sol rencontre le critère de Mohr-Coulomb. Toutefois, l'expérience montre pour des sols suffisamment lâches, que lorsque la pression moyenne décroît, le sol présente une réponse d'abord dilatante, jusqu'à atteindre un volume maximum pour ensuite devenir contractante (Figure 6a).

Par ailleurs il est possible d'exprimer le travail du second ordre de la manière suivante :  $W_2 = dq d\varepsilon_a + d\sigma'_r d\varepsilon_v$ . Pour les chemins à  $q$  constant :  $dq = 0$  et  $d\sigma'_r < 0$ . Par conséquent, le signe du travail du second ordre est l'opposé de celui de  $d\varepsilon_v$ . Au maximum de dilatance  $d\varepsilon_v = 0$  et  $W_2$  s'annule également; lors de la phase suivante de contractance  $d\varepsilon_v > 0$  et donc  $W_2 < 0$ . Cela signifie que les états mécaniques situés à partir du maximum de dilatance constituent des états limites mixtes à partir desquels la rupture se développera, si tout en imposant un déviateur de contrainte constant une dilatance additionnelle est imposée à l'échantillon ( $d\varepsilon_v < 0$ ).

Dans un ouvrage hydraulique en terre, un contrôle du volume du sol résultant en une dilatance imposée semble difficile à supposer. Toutefois, il faut garder à l'esprit que les états limites constituent des états mécaniques instables si les paramètres de chargement imposés au sol sont ceux définissant l'état limite. Ainsi, les états limites mixtes atteints

le long de chemins à  $q$  constant seront instables si on impose au sol à la fois la condition  $dq = 0$  et la condition  $d\varepsilon_v = 0$ . La dernière condition peut être vérifiée sur le terrain lors d'une réponse à court terme du sol. En pratique, la seule imposition stricte et rigoureuse de ces deux conditions ne suffit pas à déclencher l'instabilité et la rupture. En revanche une légère perturbation dans l'imposition de l'une ou l'autre de ces deux conditions, suffira à révéler l'instabilité et à déclencher la rupture. L'occurrence de la rupture dans ces conditions a été vérifiée expérimentalement sur des modèles physiques (Echersley [4] a reproduit dans ces conditions des glissements de terrain pour des angles de frottement mobilisés du sol de  $24^\circ$  à  $27^\circ$  alors que l'angle de frottement interne était de  $40^\circ$ ) ; à partir d'essais triaxiaux (Sasitharan et al. [12] ont observé des ruptures pour des angles de frottement mobilisés d'environ  $18^\circ$  alors que l'angle de frottement à l'état critique est de plus de  $30^\circ$ , Gajo et al. [5] ont mis en évidence l'occurrence de ruptures dans le phase de contractance du matériau tel que montré sur la figure 6b) ; et numériquement avec un modèle aux éléments discrets où nous avons montré que la rupture pouvait être déclenchée aussi bien par une perturbation des paramètres de chargement que par une perturbation de certains grains constitutifs de la phase solide du sol [15].

#### Les possibles conséquences d'une érosion interne diffuse

Les cas de ruptures discutés dans la section précédente concernent les sols suffisamment lâches. Pour des sols plus denses, le long de chemins non drainés ou à  $q$  constant le travail du second ordre ne s'annulera pas avant que l'état de contrainte ait atteint le critère de Mohr-Coulomb. Il n'y aura alors pas d'occurrence possible de la rupture à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb pour ces chemins de chargement (pour les sols denses il faut considérer des chemins plus complexes tels que les chemins à variation de volume imposée). On peut donc supposer qu'un compactage correct des matériaux lors de la construction des ouvrages devrait permettre de s'affranchir des ruptures décrites ci-dessus.

Toutefois, des travaux récents ont montré pour des sols à granulométrie relativement resserrée, qu'un départ de la fraction fine du sol par un phénomène d'érosion interne diffuse (érosion dite par suffusion) pouvait se traduire, du point de vue de l'impact sur les propriétés mécaniques du sol, comme une transition d'un comportement initial (avant érosion) typiquement dense et dilatant vers un comportement, après érosion, typiquement lâche et contractant, tel qu'illustré sur la Figure 7 [13]. La Figure 8 montre les conséquences qu'amènerait un tel changement de densité sur un sable d'Hostun. Les limites du domaine de bifurcation sont représentées en noir pour le sable dense et en gris pour le sable lâche. Le même code de couleur est utilisé pour représenter, à partir des états de contrainte A, B et C, les cônes regroupant les chemins de contrainte le long desquels  $W_2 < 0$ , et donc le long desquels la rupture est susceptible de s'initier (ce sont des cônes de directions instables). Ainsi,

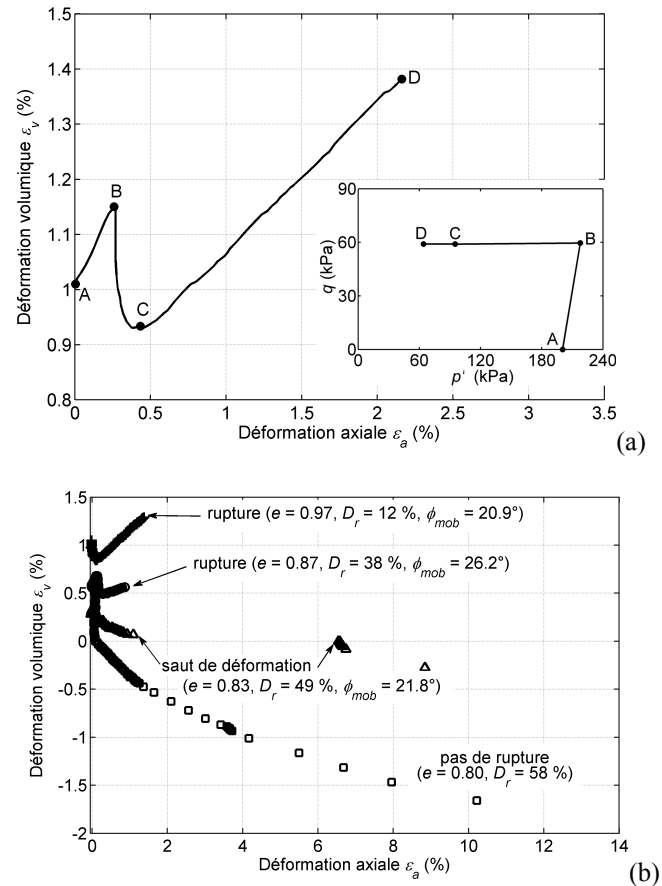


FIGURE 6: VARIATION DE VOLUME POUR UN SOL LÂCHE (a), ET RUPTURES OBSERVÉES EXPÉRIMENTALEMENT (b), LE LONG D'UN CHEMIN DE CHARGEMENT À  $q$  CONSTANT, D'APRÈS [5]

lorsque la densité du sol décroît non seulement la limite du domaine de bifurcation s'abaisse (l'état A qui n'est pas un état limite mixte pour le sable dense, le devient pour le sable lâche), mais les cônes de directions instables s'ouvrent. Les états B et C sont des états limites mixtes pour les sables dense et lâche, mais ces états limites ne sont pas associés au chemin de chargement à  $q$  constant pour le sable dense. Il le devient lorsque la densité décroît, avec toutes les conséquences que cela implique sur l'occurrence de la rupture et dont on a déjà discuté.

Par conséquent, cette analyse précise pourquoi les ouvrages dégradés par une érosion interne du sol, suffisamment modérée pour ne pas entraîner directement leur ruine, présentent une stabilité qui pourrait ne s'avérer qu'apparente.

#### Conclusion

Nous venons d'exposer un cadre général de description de la rupture dans les sols. Celui-ci comprend un critère (signe du travail du second ordre) permettant de détecter les états mécaniques à partir desquels la rupture peut se développer. Toutefois, pour un programme de chargement donné le long



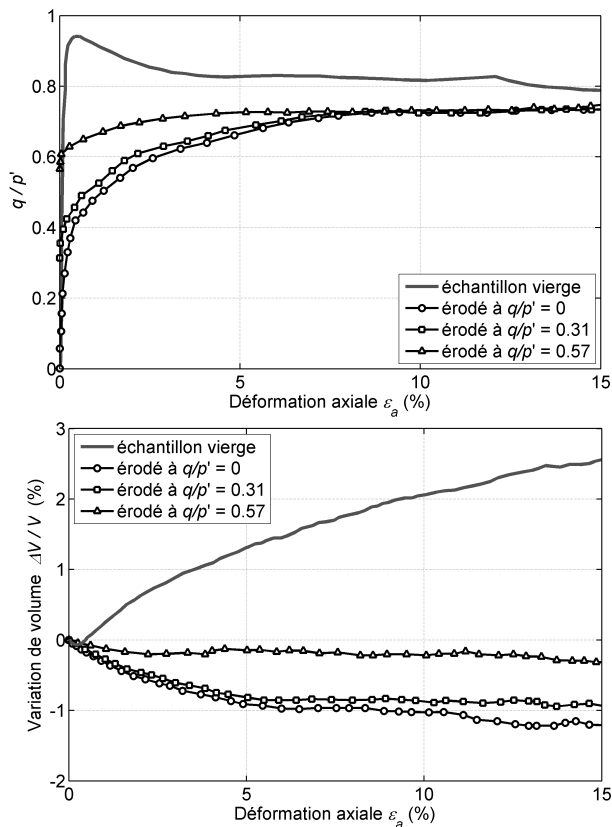


FIGURE 7: RÉPONSES SIMULÉES D'UN SOL A UNE COMPRESSION TRIAXIALE DRAINÉE APRÈS EXTRACTION DE SA FRACTION FINE SOUS DIFFÉRENTS NIVEAUX DE CONTRAINTE  $q/p'$ , LES COURBES SANS SYMBOLES REPRÉSENTENT LA RÉPONSE DU SOL VIERGE, D'APRÈS [13]

duquel ce critère est vérifié, la rupture ne sera effective que sous certaines conditions portant sur la manière dont est contrôlé l'état mécanique de l'élément de sol considéré. Afin de mettre en œuvre cette approche en ingénierie, il semble essentiel d'estimer la valeur du travail du second ordre à l'échelle de l'ouvrage, voire en chaque point du massif de sol le constituant. Des travaux ont été entrepris dans ce sens sur la base de codes aux éléments finis et s'intéressant à des cas de glissements de terrain, inexplicables sur la base du critère de Mohr-Coulomb [7] [8] [14]. Bien que les résultats obtenus aient montré l'intérêt et le potentiel de cette approche à l'échelle de l'ouvrage, des développements sont encore nécessaires afin qu'elle soit aisément accessible et applicable par les concepteurs et gestionnaires d'ouvrages. Avec une telle description générale de la rupture, il devrait être possible d'éviter des modes de ruine de structures non anticipés jusqu'à présent.

## Références

[1] Chu J., Leroueil S., Leong W.K. (2003). *Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability*. Can. Geotech. J., Vol. 40, pp. 873-885.

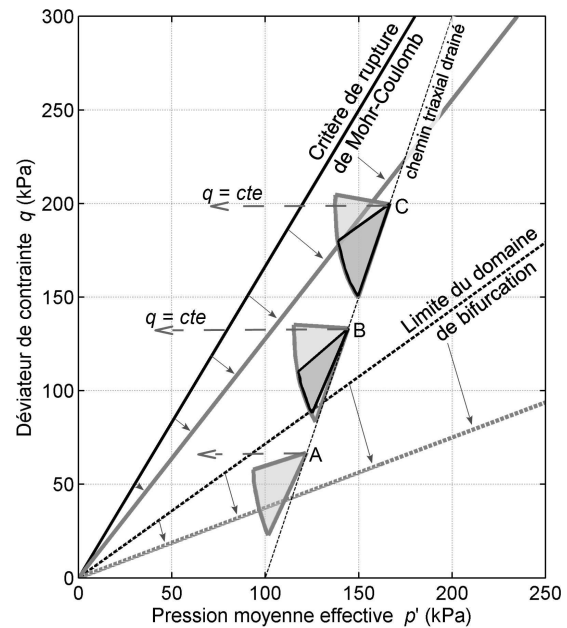


FIGURE 8: CHANGEMENT DU CRITÈRE DE MOHR-COULOMB, DE LA LIMITE INFÉRIEURE DU DOMAINE DE BIFURCATION, ET DES CÔNES DE DIRECTIONS INSTABLES POUR UNE TRANSITION D'UN SABLE D'HOTUN D'UN ÉTAT DENSE (TRACÉS NOIRS) VERS UN ÉTAT LÂCHE (TRACÉS GRIS ÉPAIS), D'APRÈS [14]

- [2] Darve F., Servant G., Laouafa F., Khoa H. (2004). *Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses*. Computer Meth. Appl. Mech. Eng., Vol. 193, n° 27-29, pp. 3057-3085.
- [3] Darve F., Sibille L., Daouadji A., Nicot F. (2007). *Bifurcations in granular media: macro-and micro-mechanics approaches*. Comptes Rendus Mécanique, Vol. 335, pp. 496-515.
- [4] Eckersley J.D. (1990). *Instrumented laboratory flowslides*. Geotechnique, Vol. 40, n° 3, pp. 489-502.
- [5] Gajo A., Piffer L., De Polo F. (2000). *Analysis of certain factors affecting the unstable behaviour of saturated loose sand*. Mech. Cohes. Frict. Mater., Vol. 5, pp. 215-237.
- [6] Hill R. (1958). *A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids*. J. Mech. Phys. Solids, Vol. 6, pp. 239-249.
- [7] Khoa H.D.V. (2005). *Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.
- [8] Lignon S., Laouafa F., Prunier F., Khoa H.D.V., Darve F. (2009). *Hydro-mechanical modelling of landslides with a material instability criterion*. Geotechnique, Vol. 59, n° 6, pp. 513-524.
- [9] Nicot F., Darve F., Khoa H. (2007). *Bifurcation and second order-work in granular materials*. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 31, pp. 1007-1032.
- [10] Nicot F., Sibille L., Darve F. (2012). *Failure as a bifurcation toward a dynamic regime*. Int. J. Plasticity, Vol. 29, pp. 136-154.
- [11] Nova R. (1994). *Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programmes*. J. Mech. Behav. Mater., Vol. 5, n° 2, pp. 193-201.
- [12] Sasitharan S., Robertson P.K., Sego D.C., Morgenstern N.R. (1993). *Collapse behavior of sand*. Can. Geotechn. J., Vol. 30, pp. 569-577.
- [13] Scholtès L., Hicher P.Y., Sibille L. (2010). *Multiscale approaches to describe mechanical responses induced by particle removal in granular materials*. Comptes Rendus Mécanique, Vol. 338, n° 10-11, pp. 627-638.
- [14] Servant G. (2004). *Modèles en risques naturels, cas des glissements de terrain*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.
- [15] Sibille L. (2006). *Modélisations discrètes de la rupture dans les milieux granulaires*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.